

東北新幹線笹目川橋梁の設計・施工

平野 薫*
 加藤 勝美**
 小高 一男***
 木村 政彦†

1. まえがき

本橋梁は東北新幹線および通勤対策に伴う埼京線々増の複々線工事で埼玉県戸田市内にカンチレバー工法により架設した3径間連続PC箱形桁である(図-1)。

橋梁は新幹線上下線と埼京線下りの3線桁と埼京線上りの単線桁からなり、1級河川笹目川および県道朝霞・蕨線を同時に跨いでいる。

架設地点はN値5程度が40mも続く軟弱地盤であるとともに桁スラブ面がG.Lより20mと高く、地震の影響を受け易い橋梁と考えられる。そこで、桁自重を軽減し地震の影響を少なくするとともに、工事費の節約を図る種々の検討を行い施工した。

1) PC鋼棒とPC鋼より線(以下PCケーブルと言う)の利点を生かして併用した。さらにPCケーブルの一部をアウトサイドに配置し、主桁断面を薄く

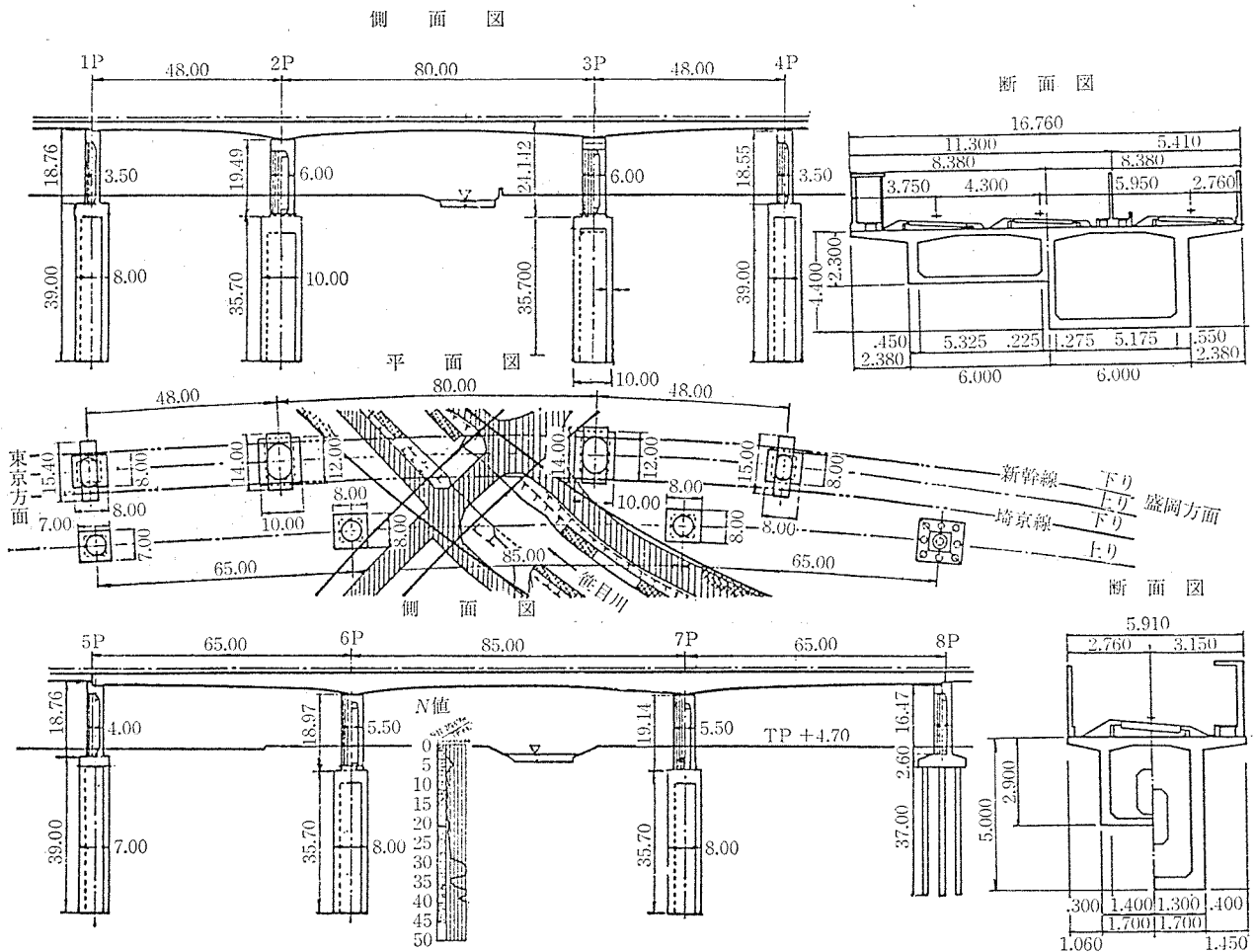


図-1 橋梁全体図

* 国鉄東京第二工事局工事課長
 ** 国鉄東京第二工事局(現若築建設派遣)
 *** 国鉄東京第二工事局調査課
 † 住友建設(株)

して自重の軽減を図った。

- 2) 連続桁として初めて大型ゴムシューを採用し、工費の節約を図った。
- 3) 弾性直結軌道の改良型を採用し荷重の軽減を図った。
- 4) 排水横といを箱桁内に配置し保守点検を容易にするとともに、美観をよくした。

なお、単線桁の中央スパン 85.0m は、鉄道橋の在来線としては日本最長のスパンを有している。

2. 主な設計条件

2.1 列車荷重¹⁾

新幹線の標準列車荷重としては、貨物電車を対象とした荷重 N-16、および旅客電車を対象とした荷重 P-17 を用いているが、定員外乗車その他を考慮して軸重を 2t 増として設計している。

一方、在来線としての埼京線は旅客電車専用線と考えており、列車荷重として K-12 および S-16 を用いている。

本橋梁の 3 線桁については、新幹線上下線 (N-18) と埼京線下り (K-12) の載荷となるが、N-18 を 3 線載荷した場合とでスパン 80.0m の曲げモーメントを比較した結果、N-18 を 3 線載荷した場合の方が 99~106% と若干大きな値を示したため、設計上は計算の簡素化も考えて N-18 を 3 線載荷として計算した。

2.2 橋軸方向の設計

スパン割については、立地条件等から中央径間のスパンを決定したあと側径間のスパンを決めるが、一般には中央径間の 65~75% にすると各スパンの正の最大曲げモーメントの大きさが同程度となり、各スパン中央の桁高を合わせることができ美観もよくなる。

本橋梁の側径間のスパンについては、単線桁は 76%、3 線桁は支障物の関係で 60% とやや小さいスパンとな

ったが、両橋梁とも各スパンの桁高を合わせることができ美観もよくなった。

コンクリートを打ち継いでいく張出し部では、新コンクリートの硬化熱によって新旧ブロックに温度差ができて新ブロック側の打継目付近に打継目と直角方向のひびわれが発生す

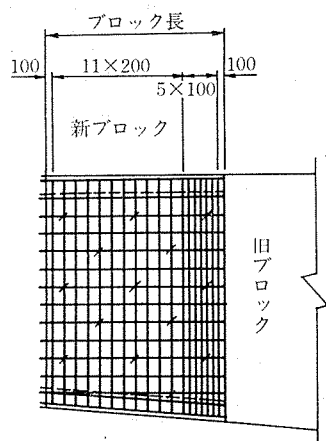


図-2 スターラップ筋

る可能性がある。これを防止する目的で 図-2 に示すように新ブロックの旧ブロックに近い部分についてスターラップ筋の間隔を細かくした。

2.3 横方向の設計

横方向の設計において PC 構造とすると工事費が高くなること、3 線桁では活荷重を主桁部で受ける考え等から 2 室箱形桁にして RC 構造とした。また単線桁についても主桁間隔が小さく RC 構造としている。

2.4 不等沈下に対する検討

連続桁においては支点の不等沈下により発生する 2 次応力に対する検討が必要である。

支点沈下は徐々に、かつ、永続的に生ずるものとし、不等沈下によって生ずる 2 次応力の最終値はコンクリートのクリープの影響を考慮して次式により求めた。

$$X_{\infty} = X \cdot \frac{(1 - e^{-\varphi})}{\varphi} \quad (t \cdot m)$$

ここに、 X_{∞} : 支点沈下によって生ずる不静定モーメント

X : 支点沈下が一度に生ずるときの不静定モーメント

φ : 連続系後の残存クリープ係数 ($\varphi = 2.6(1 - \alpha)$)

α : 連続系となったときのクリープの進行度

$$\sigma = \frac{X_{\infty}}{Z}$$

σ : 曲げ応力度 (t/m^2)

Z : 断面係数 (m^3)

計算に用いた支点沈下量は 2cm と想定して 1P または 2P を沈下させて曲げ応力度を検討した。

その結果、2P が沈下した場合が最大となり 3.8 kgf/cm² を示した。また、参考のため急激に沈下した場合を計算すると 10 kgf/cm² で、いずれも合成応力度は許容値内であった。

なお、今まで担当したスパン 100m 級の東北新幹線第 2、第 3 阿武隈川橋梁においては、支持地盤が同一でなかったこともあって支点沈下量を 5cm と想定して検討を行っている。

3. PC 鋼棒と PC ケーブルの併用

設計において主桁断面厚さは PC 鋼材の配置間隔から決定されることが多く、緊張力の大きな PC ケーブルを用いて本数を減らし断面を薄くすることが設計上有利となる。

一方、カンチレバー工法の施工面からは、PC 鋼棒を用いるディビダーク工法と PC ケーブルを用いるフレシ

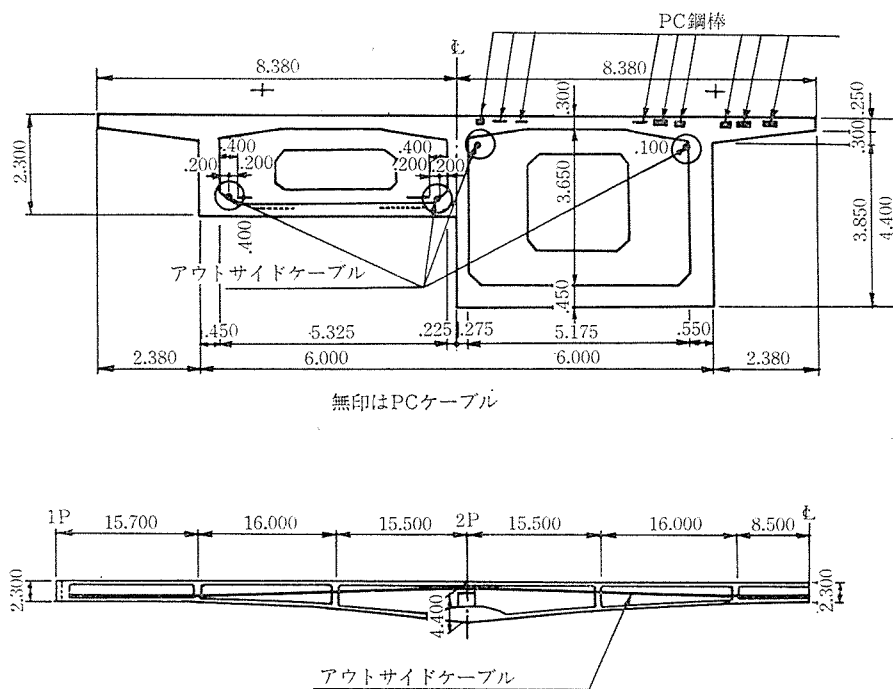


図-3 アウトサイドケーブル配置

ネー工法とがあり、それぞれ次に示す利点がある。

[PC 鋼棒を用いた場合]

- 1) PC 鋼棒の接続が容易で、かつ確実である。
- 2) 1本当りの緊張力が小さいことから緊張時の材令が若干短い。
- 3) 緊張ジャッキ等が軽く便利である。

等がある。

[PC ケーブルを用いた場合]

- 1) 1ケーブルの緊張力が大きく本数が少なくなり、主桁断面も薄くできる。
- 2) 接続する作業がない。

等がある。

今回、両者の利点を生かし張出し架設中は接続容易なPC 鋼棒を、連続時の PC 鋼材としては緊張力の大きなPC ケーブルを併用することとした(図-3)。

なお、使用した PC 鋼棒は $\phi 32\text{mm}\cdot\text{SBPR } 95/120$ (設計荷重時の有効緊張力 56 t/本)、PC ケーブルは試験的に SWBPR $\cdot 12\text{T } 15.2\text{mm}$ の B 種相当品 (同 235 t/ケーブル、PC 鋼棒の約 4 倍) を使用した。

4. アウトサイドケーブル

アウトサイドケーブルを採用した理由を次に述べる。

- 1) PC ケーブルを桁断面外に配置することによって主桁部材厚を薄くし、自重の軽減が図れる。
- 2) PC ケーブルの長さによる摩擦を大幅に低減でき全設計断面にわたり高い緊張力が得られる。

今回、3 線桁において PC ケーブル 4 本 (中央径間を通る本数の 7.4%) を全スパンにわたりアウトサイドに配置した(図-3)。

以上のように PC 鋼棒と PC ケーブルの併用、さらに PC ケーブルの一部をアウトサイドに配置する等を行った結果、主桁部材厚を 10 cm 薄くすることができ、自重の軽減が図れた。

次に、アウトサイドケーブルを採用する場合の設計上の検討事項について述べる。

(1) アウトサイドケーブルは定着部および横桁部以外は大気中にあるため、曲げおよびせん断破壊時には有効に働かないものとし計算には考慮しない。

(2) 横桁部の検討

横桁部により屈曲する PC ケーブルの最小半径については横桁部材厚 50 cm を 70 cm と厚くして確保した。

プレストレスによる鉛直分力によるコンクリートの支圧応力に対しては保護管をスパイラル筋で、また引張応力については引張鉄筋により補強した。

(3) 大気中にあるアウトサイドケーブルの耐久性に対する検討

ケーブルは定着部および横桁部を除いて大気中に配置するため、耐久性上からケーブルの保護が必要となる。図-4 に示すように亜鉛メッキを施した保護管

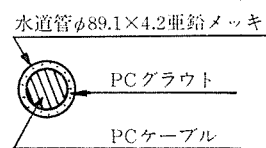


図-4 ケーブルの保護

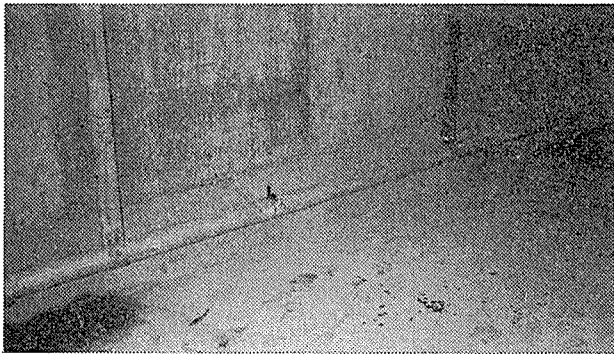


写真-1 アウトサイドケーブル保護管

(水道管 $\phi 89.1$ mm, $t=4.2$ mm) を配管してその中にケーブルを通し PC グラウトを注入する方法とした (写真-1)。

また、桁の弾性変形に伴う保護管の伸縮継目は、各横桁間毎に 1 か所設けた。

(4) 施工

定着部はコーン近くまで保護管を配管し、横桁部はスパイラル筋で補強した保護管を配管してコンクリートを打設した。他の部分は 5.5 m の定尺管をナットにより接続した。

アウトサイドケーブルの挿入はケーブルが長いことおよび両サイドの単純桁が架設済みであるなど条件が悪く手間がかかった。方法は全配管後スラブ上から挿入孔を通してウインチと送り込み機を同時に用いて挿入した。

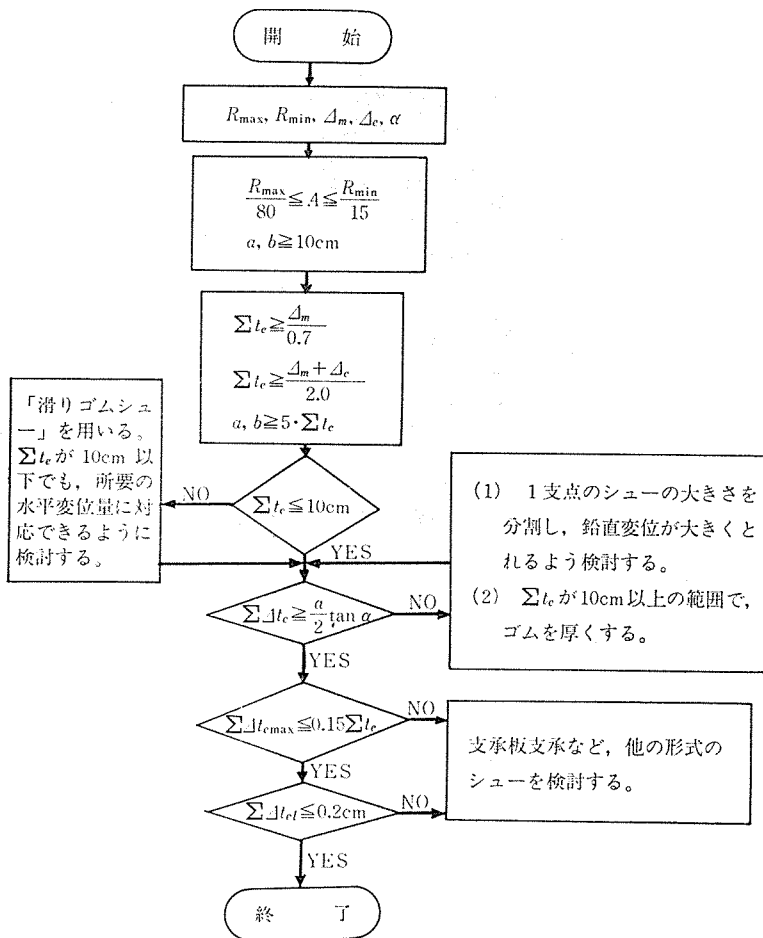
緊張時の摩擦係数は保護管の内面が滑らかなこともあって、平均 0.07 と比較的小さな値であった。

また、PC グラウトについてはケーブルが 176 m と長いこともあって通常使われている混和剤 GF-630 を用いて W/C=43% の配合で注入を行った。

なお、PC ケーブルの曲げ上がった位置より少し下がったところにブリージングが溜まり空洞となることが懸念されたため約 1 か月後に保護管を穿孔し調査した。その結果、グラウトは完全に充填されていた。これはグラウトの注入空隙断面積が 54.7 cm^2 と大きく、かつシースと異なり保護管内が滑らかなためグラウトが通りやすかったと考えられる。

5. ゴムシュー

長大スパンを有する連続桁のシューについては桁の伸縮による移動量が大きく、反力も大きいことから鉄鋼シ



ここに、

R_{max} : 作用する最大鉛直反力 (kg)

R_{min} : 作用する最小鉛直反力 (kg)

Δ_m : 常時のシューの最大水平変位量 (cm)

Δ_e : 地震の影響によるシューの最大水平変位量 (cm)

α : 桁の支点における水平からの最大回転角

a : シューの線路方向の辺長 (cm)

b : シューの線路直角方向の辺長 (cm)

A : ゴムシューの支圧面積 (cm^2) $A=a \times b$

Σt_e : ゴムシューのゴム総厚 (cm)

$\Sigma \Delta t_e$: ゴムシューの平均鉛直変位量 (cm)

$\Sigma \Delta t_{e_{max}}$: 支点におけるゴムシュー最大鉛直変位量 (cm) (桁支点回転角による鉛直変位量を含む)

$\Sigma \Delta t_{e_l}$: 支点における列車荷重 (衝撃含む) 作用時の鉛直目違い量 (cm)

図-5 設計手順

表-1 ゴム沓の諸数値

	3 線 桁				単 線 桁				
	1P	2P	3P	4P	5P	6P	7P	8P	
反力	max	360	1990	1990	370	200	1160	1160	310
t/主桁	min	160	1490	1490	160	180	890	890	190
可動, 固定別	可	固	可	可	可	固	可	可	可
変形量 (mm)		35	0	75	110	71	0	73	128
許容変形量 (mm)		67	0	67	67	67	0	67	67
滑り沓の使用	—	—	○	○	○	—	○	○	○
ゴムの寸法 (cm)		80×60	120×52.5	左 同	80×60	65×65	75×50	左 同	75×65
枚数		枚 主桁 1×3=3	4×3=12	左 同	1×3=3	1×2=2	4×2=8	左 同	1×2=2
積層数		層枚 3×2	左 同	〃	〃	〃	〃	〃	〃
総厚さ (mm)		104	104	106*	106*	106*	104	106*	106*

* ふっ素樹脂加工 2mm を含む。

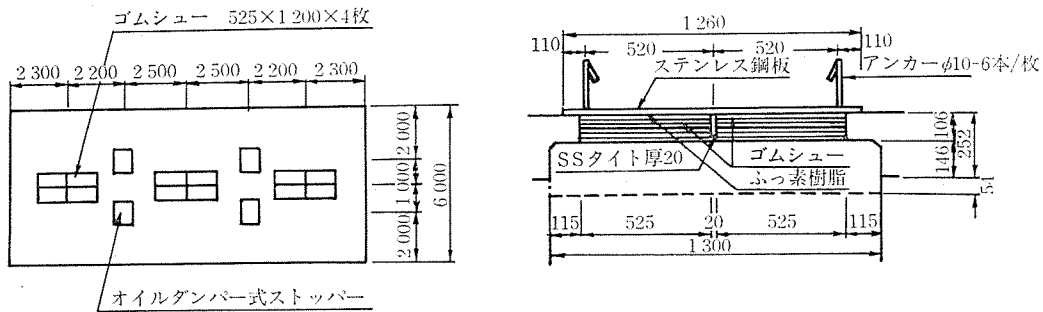


図-6 3P 沓配置および滑り沓

シューが採用されてきたが、ゴムシューの開発が進み、移動量の大きな桁についてもゴムシューの厚さを増すこと、あるいはゴムシューの表面で滑らす「滑りシュー」が開発されたことにより連続桁にも使用可能となり、そのうえ据付けも容易で材料費も従来の鉄鋼シューに比べ格安となった。

5.1 設計の考え方²⁾

ゴムシューを採用する場合、桁に作用する水平力はストッパーに負担させることを原則としている。

ゴムシューの設計にあたっては 図-5 に示す手順により行い、計算した結果を表-1 に、3P のゴムシューについて 図-6 に示す。

表-1 においてゴムシューは2枚重ねとして厚くしたが、変形量が許容値を超える橋脚では滑りシューが採用されている。なお、滑りシューが通常のゴムシューと異なる点はシューに接する桁下面にステンレス板 SUS 304、厚さ 4mm を取り付けていること、およびゴムシューの表面をふっ素樹脂加工(厚さ 2mm)してステンレス板との摩擦を小さく滑りやすくしている点である。

また、2P, 3P のシューは1主桁当り 2.5m² と大きくなったため4分割としたが、それでも通常用いられているシューよりも相当大型となった。

5.2 シューの据付け

シュー座については補強筋として D10mm を 5cm

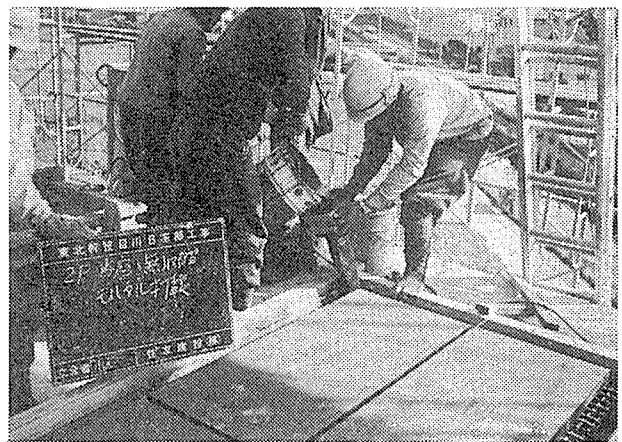


写真-2 シュー据付け

間隔で格子に配筋した。

シューの据付けは1枚のゴムシューを高さ調整のできる4本のボルトで支え水平に据え付けて、無収縮モルタル(プレミクスタイプ)をホッパーにより落差をつけて一方向から投入し3mm程度盛り上げた(写真-2)。

なお、ボルトの頭部には薄いゴムパッキングをして直接荷重がかからないようにした。

今回初めて大型ゴムシューを注入方式で据え付けたので、翌日ゴムシューを取り除いて注入状態を確認した。その結果、5mmほどの気泡が若干あった程度で施工は満足できるものであった。

表-2 水平力分散

桁名	3線桁				単線桁			
	1	2	3	4	5	6	7	8
橋脚(P)	1	2	3	4	5	6	7	8
分散率(%)	0	50	50	0	10	40	40	10
ストッパーの数, 形式	2 鋼角	4 固定式ダンパー	4 ダンパー	2 鋼角	2 ダンパー	4 固定式ダンパー	4 ダンパー	2 ダンパー

なお、施工では滑り面に不純物が付着しないように注意し潤滑剤を塗布して滑りやすくした。また、桁のコンクリート打設に際してはセメントペーストが滑り面に回り込まないように対策が必要である。

6. ストッパー

水平力に対しては 2P, 6P を固定ストッパーとしているが、地震時における橋軸方向の水平力に対しては一般に各橋脚で分散して受ける考えとしている。3線桁については、1P, 4P の死荷重反力が全体の約 6% と小さいこと、および下部工の設計を考慮すると 1P, 4P は分散しない方が有利である。そのため 1P, 4P には分散させない考えとし、割安な鋼角ストッパーを採用した。また、単線桁についても同じような考えで表-2 に示す分散率とした。

なお、極軟弱地盤上における連続桁の設計にあたっては、振動性状が橋梁の耐久性に大きな影響を及ぼすと思われるので、地盤条件、下部構造および上部構造をモデル化して地震応答解析を行った。

入力波は人工波 (sin 波)、八戸地震波、開北橋地震波で基礎加速度を 150 gal として入力した。

その結果、3線桁は橋軸方向の分散率はストッパーの橋軸直角方向のすき間を 1 cm 程度にすると応答分散率が設計値とほぼ等しい値となるため、設計ではすき間を 1 cm とした。

一方、橋軸直角方向の水平力を作用させた場合の 1P, 4P の水平力分担率は約 11% となった。これに対して設計上の死荷重反力が約 6% (685 t) と小さいため、鉛直反力×設計震度では水平力が不足することから、ストッパーの設計においては 11% に相当する水平力を与えた。

また、この地盤、橋梁における固有周期は 1 次では地盤が 1.25 sec、橋梁は 0.76 sec、2 次では地盤は 0.64 sec、橋梁は 0.69 sec の値を示した。

ストッパーの据付けについては桁とストッパーの移動方向を間違いないように注意した。

7. 弾性直結軌道の改良

弾性直結軌道の改良は版上荷重を軽くし、地震時の影

響を少なくすることを目的とし、図-7 に示すような路盤コンクリートを無くした改良型を試験的に採用した。この改良に伴って重量の軽減と工事費の節約が図れた。

施工については側壁コンクリートを打設した後、軌きよを据え付けて填充コンクリートを打設した。

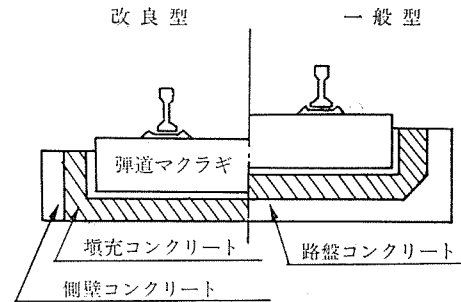


図-7 弾性直結軌道

8. 施工順序

一般にカンチレバー工法の施工は、中間橋脚から張出し架設し、側径間部、中央連結部の順で行われ、桁本体を完成させたあと橋面工が施工されるが、当現場においては、計画当初から 4P, 8P 部分の支障建物移転が遅れることがわかっていたため、4P, 8P を完成してから桁を前述した順序で施工すると全体工程に支障をきたすことから、図-8 に示すように中央連結および橋面工を先に施工して、4P の完成を待って側径間 9 m と残りの橋面工を施工し、工期を短縮する方法とした。

単線桁についても同じ考え方であるが、側径間部が 23.5 m と長く施工日数がかかることから、側径間の大半を張出し架設に変更し側径間長を短くし、工期を短縮する目的で次のような順序で施工した (図-9)。

- 1) ㉓ ブロックを張出し架設に変更
- 2) 仮支柱で桁を受ける
- 3) ㉔~㉖ ブロックをさらに張出し架設
- 4) 吊支保工により側径間 7.5 m を施工
- 5) 7P~8P 間の橋面工を施工

これにより橋脚完成後 14 日で橋梁を完成させることができ、約 1 か月工期を短縮することができた。

なお、1) に伴って 7P 上の架設時の曲げモーメントが大きくなり、PC 鋼棒 4 本を増加した。また、仮支柱で受けて ㉔~㉖ ブロックの張出し架設に伴う PC 鋼棒は 16 本必要となり配置したが、桁完成後はこの PC 鋼棒の緊張力が応力上不利に働くことから最後に緊張力を

◇工事報告◇

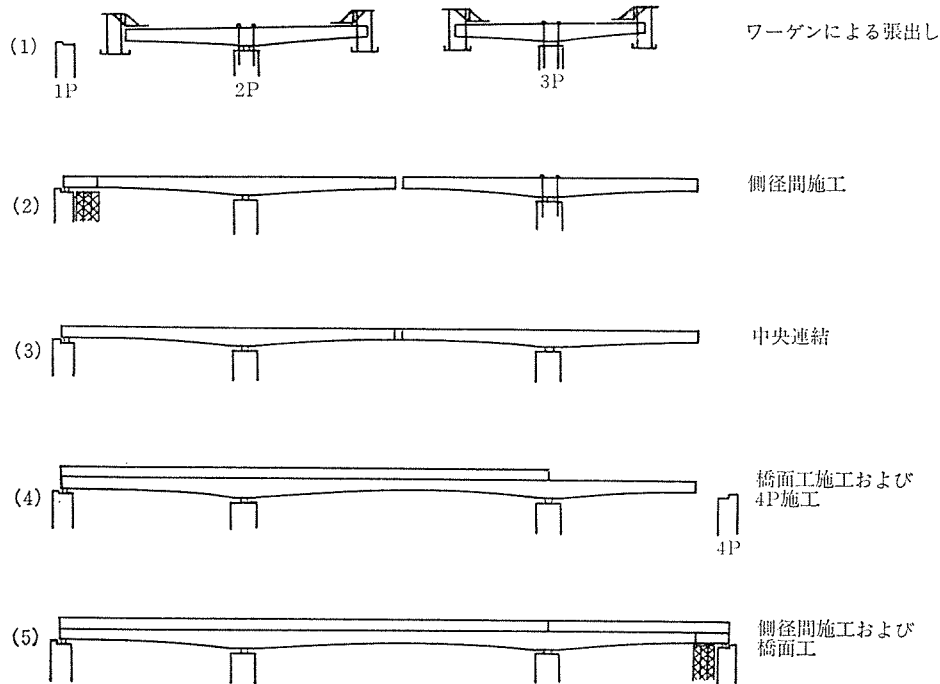


図-8 施工順序図(3線桁)

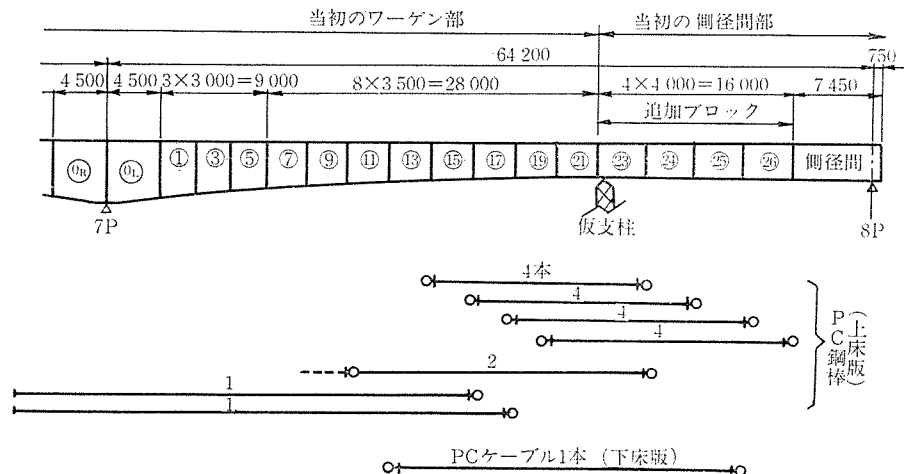


図-9 側径間部を一部張出しに変更(単線桁)

解放するとともに、下床版には正の曲げモーメントに対して PC ケーブル1本を増加配置した。

9. 桁の上げ越し量の管理

カンチレバー工法では桁の上げ越し量の管理が重要で、かつ難しい管理の一つである。

設計上、上げ越し量は施工中および完成後に生ずるたわみ量を次により計算している。

- ① 張出し架設時におけるワーゲンの据付け、移動、撤去によるたわみ量
- ② 打設したコンクリートおよびワーゲンの弾性変形によるたわみ量
- ③ 張出し架設時のプレストレスによるたわみ量

- ④ 橋脚と桁とを仮固定しアンバランスモーメントに対応しているが、仮固定の解放に伴うアンバランスモーメントによるたわみ量
- ⑤ 各施工段階における自重、プレストレス、支保工等によるたわみ量
- ⑥ 静荷重(橋面工)によるたわみ量
- ⑦ コンクリートのクリープ、乾燥収縮によるたわみ量

以上について算出し、そのたわみ量だけ逆に上げ越し、あるいは下げ越しを行い、終了した時点で桁が設計高さになるように順序を逆から追って各施工段階におけるたわみ量(桁高さ)を算出する。

施工においては、張出し架設中は各ブロックの高さを

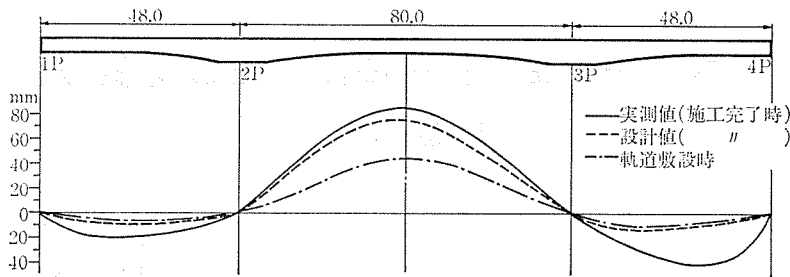


図-10 3線桁上げ越し量

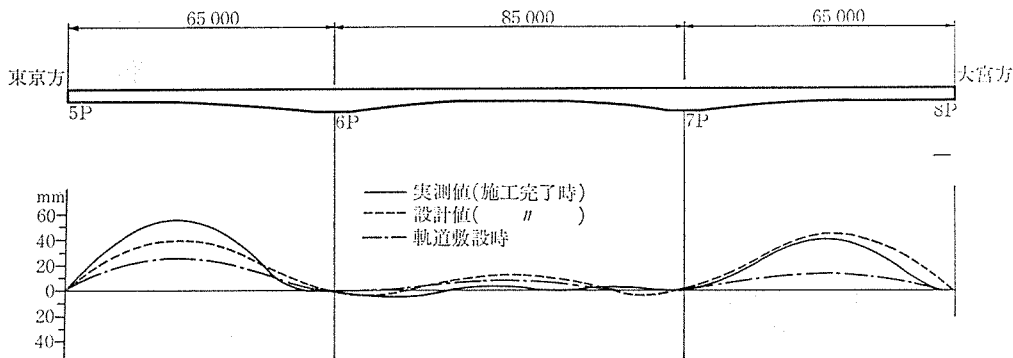


図-11 単線桁の上げ越し量

測定し、修正しながら次の段階へと進めていくが、たわみ量が計算と合わない場合がある。

その理由として主な点を挙げると、

- ① 前記の①～⑦に関係があるが、計算上と実際の各段階におけるコンクリートの材令が合わないこと、および計算上は平均材令としてクリープ係数を仮定している点。
- ② 気温による桁のそり上り等が生じる。
- ③ 橋脚上のアンバランスモーメントにより橋脚がクリープを起し傾くため桁の一方がはね上がる（設計上考慮した）。
- ④ 側径間コンクリート打設時の支保工沈下、なじみ等により、中央径間側の桁がはね上がる（現場では作業床コンクリート上に支保工を組み沈下を防止した）。
- ⑤ 橋面上の材料によるたわみが生じる。
- ⑥ 仮固定の緊張力の減少により桁の一方がはね上がる（現場では再緊張を行った）。

等である。

この橋梁では、軌道構造を路盤コンクリート無しの改良型としたため、桁面の高さがレールレベルに直接影響を及ぼすため前記の点に十分注意して管理した。

その結果を 図-10, 11 に示す。図-10 の実線は施工完了時（クリープ進行度約 50%）の実測値を示し、設計値に比べ 10 mm 程度高いだけで満足できる管理ができた。今後は軌道重量が加わり残りはクリープ、乾燥収縮によってレベルになる予定である。また、図-11 に

ついても最大で 18 mm 程度で満足できる管理ができた。

10. ま と め

- 1) PC 鋼棒と PC ケーブルの利点を生かし併用し、さらにアウトサイドケーブルの採用により主桁断面を 10 cm 薄くすることができ、自重の軽減が図れた。
このことにより経済性が増すとともに今後のスパンの長大化に寄与できると思われる。また、施工においては PC 鋼棒の本数が少なくなり施工性が増した。
- 2) ゴムシューが連続桁においても施工可能となり、施工が容易で、材料費が鉄鋼シューに比べ格安で、今後の長大化に寄与できると思われる。
- 3) 弾性直結軌道の改良型の採用については今後の軌道構造の検討に役立つとともに工事費の削減が図れる。

最後に、設計・施工にあたり御指導いただきました国鉄構造物設計事務所 的石橋主任技師、中原補佐、大石主席および小須田紀元（現在、鉄建建設（株））に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 国鉄部内資料、建造物設計標準解説
- 2) 同上、コンクリート鉄道橋 ゴムシュー設計施工の手びき

【昭和 61 年 2 月 27 日受付】